

Agnieszka Brzezińska

## Ocena wpływu regulacji krawędzi przelewów burzowych na możliwość ograniczenia ilości ścieków odprowadzanych do wód powierzchniowych – studium przypadku

Obserwowane w ostatnich dekadach nasilenie zjawisk ekstremalnych (susze, opady nawalne) oraz postępująca urbanizacja, powiązana ze wzrostem uszczelnienia zlewni, prowadzą do niekorzystnych zmian w funkcjonowaniu systemów kanalizacyjnych. Jednym z takich objawów jest wzrost częstości działania przelewów burzowych i wynikająca z tego większa ilość nieoczyszczonych ścieków ogólnospławnych odprowadzanych do odbiorników. Mimo rozwoju innych systemów kanalizacyjnych, zastąpienie sieci ogólnospławnej siecią rozdzielczą jest mało prawdopodobne ze względu na usytuowanie tego systemu w centrach miast, często zabytkowych, gdzie nie ma możliwości ułożenia drugiego kolektora.

Polskie przepisy ograniczają jedynie roczną częstość działania przelewów burzowych do 10 zdarzeń [1], co nie zawsze odzwierciedla wartość ładunku zanieczyszczeń kierowanych do odbiornika. Należy zatem rozważyć, czy ograniczenie jedynie częstości działania urządzeń odciążających sieć kanalizacyjną jest w pełni poprawne. Jako alternatywę powinno się rozpatrzyć roczne wartości ładunków zanieczyszczeń kierowanych do odbiornika, co dopiero przełożyłoby się na częstość działania przelewów, która mogłaby być większa niż obecnie obowiązująca. Przydatnym narzędziem stosowanym do oceny funkcjonowania różnych systemów oraz skutków planowanych ingerencji w ich strukturę (np. modernizacja) jest symulacja komputerowa [2, 3]. Pewnym rozwiązaniem problemu mogłoby być zastosowanie ruchomych krawędzi przelewów i wdrożenie systemu RTC (real time control) [4–6].

Łączna liczba przelewów burzowych w Polsce wynosi 337, przy czym najwięcej tych urządzeń występuje w województwach śląskim – 98 i małopolskim – 46, natomiast w województwie łódzkim są 32 takie przelewy [7]. Każdy z nich w różnym stopniu i z różną częstością, zależną od charakteru opadów, wprowadza do środowiska pewien ładunek zanieczyszczeń. Analiza funkcjonowania wybranych do analizy obiektów wykazała, że częstość ich działania znacznie przekracza wartość dopuszczalną [1]. Ze względu na bezpieczeństwo – także sanitarne – konieczne jest opracowanie i wdrożenie rozwiązań znacznie ograniczających częstość funkcjonowania tych urządzeń do wartości wynikającej z obowiązujących aktów prawnych. Wartość ładunku zanieczyszczeń kierowanych do odbiornika jest

ściśle powiązana nie tylko z charakterem opadów [1, 8–11], czasem trwania pogody suchej i powiązaniem z tym stopniem zanieczyszczenia terenu zlewni [12, 13] oraz ilością osadów zalegających w sieci [14, 15], ale także z porą dnia, z uwagi na zmienny dopływ ścieków podczas suchej pogody do kanalizacji. W związku z tym zdarza się, że przelewy, do których ciążą duże zlewnie – mimo przepisowego działania – mogą odprowadzać bardzo duże ładunki zanieczyszczeń, a przelewy działające częściej niż dopuszcza prawo, o przyporządkowanych mniejszych zlewniach, ładunki znacznie mniejsze. Ze względu na nasilenie ekstremalnych zjawisk pogodowych mogą zachodzić lokalne zmiany w charakterze opadów (szczególnie ich wysokości), co przekłada się na funkcjonowanie systemów kanalizacyjnych. Jest to szczególnie ważne w przypadku przelewów burzowych, ponieważ do ich poprawnego zaprojektowania i funkcjonowania konieczne jest określenie deszczu granicznego aktywującego przelew [16, 17].

Według niemieckich wytycznych ATV A-128 z 1992 r., procedura projektowania urządzeń na sieci kanalizacji ogólnospławnej opiera się na założeniu, że dopływ ścieków do oczyszczalni jest równy dwu- lub trzykrotności dopływu ścieków sanitarnych w czasie bezdeszczowym, powiększony o spływ wód przypadkowych [18]. Wprowadzone zostało pojęcie spływu krytycznego, który musi być całkowicie odprowadzony do zbiornika retencyjno-przelewowego lub retencyjno-odciążającego, znajdującego się poniżej przelewu burzowego, a który to spływ wynosi od  $7,5 \text{ dm}^3/(\text{s}\cdot\text{ha})$  do  $15 \text{ dm}^3/(\text{s}\cdot\text{ha})$ . Według autorów pracy [19] spływ ten wynosi  $7,5 \text{ dm}^3/(\text{s}\cdot\text{ha})$ , przy założeniu czasu przepływu ścieków deszczowych siecią ogólnospławną powyżej przelewu burzowego dłuższego niż 120 min. Równie istotny jest też warunek dotyczący współczynnika rozcieńczenia ( $n_{rp}$ ), który nie może być mniejszy niż 7 [20].

Obok wymagań ilościowych, dodatkowe kryteria stanowią jakość ścieków. Stopień rozcieńczenia ścieków podczas suchej pogody jest związany z ilością transportowanych zanieczyszczeń ( $C$ ) wyrażonych jako  $\text{ChZT}$  i wynosi 7 przy  $C \leq 600 \text{ gO}_2/\text{m}^3$  lub powyżej 7 przy  $C > 600 \text{ gO}_2/\text{m}^3$  [19]. Zakłada się również, że ładunek zanieczyszczeń wyrażony przez  $\text{ChZT}$ , wprowadzany do odbiornika przez budowle odciążające system ogólnospławny, powinien być równy ładunkowi, jaki byłby wprowadzony do odbiornika przez kanalizację deszczową systemu rozdzielczego z tej samej zlewni [18]. Celem wprowadzenia tych przepisów było dążenie do kierowania minimum 80% ścieków powstających w czasie opadów atmosferycznych w ciągu roku do oczyszczalni ścieków.

Jest wiele możliwości ograniczenia częstości działania przelewów burzowych [21–23], w tym zmniejszenie ilości ścieków deszczowych spływających do kanalizacji poprzez ich zagospodarowanie bezpośrednio na terenie zlewni, zwiększenie zdolności retencyjnej systemu kanalizacyjnego oraz optymalizacja działania przelewów burzowych przez regulację wysokości ich krawędzi.

W niniejszym artykule podjęto próbę analizy funkcjonowania siedmiu wybranych przelewów burzowych, zlokalizowanych wzdłuż rzeki stanowiącej odbiornik ścieków odprowadzanych z tych przelewów. Przedyskutowano także możliwości ograniczenia częstości działania tych przelewów (a co za tym idzie – objętości nieoczyszczonych ścieków odprowadzanych do odbiornika) poprzez regulację wysokości ich krawędzi. Przeanalizowano kilka wariantów uwzględniających zmiany wysokości krawędzi przelewów w różnych konfiguracjach w odniesieniu do stanu istniejącego. Uzyskane wyniki pozwoliły na ocenę funkcjonowania przelewów burzowych z uwzględnieniem ich wzajemnych powiązań.

### Charakterystyka obiektu badań

Obiektem badań było siedem przelewów burzowych, oznaczonych symbolami od J1 do J7, usytuowanych kolejno po sobie na kolektorze ogólnospławnym biegnącym wzdłuż rzeki Jasień w Łodzi (rys. 1). Pięć przelewów jest rozmieszczonych w dwóch ciągach biegnących po obu stronach rzeki. Połączenie kanałów, transportujących większość ścieków ze zlewni, występuje w pobliżu przelewu J2, natomiast przelewy J1 i J3 są osobnymi, niezależnymi przelewami obsługującymi południową część zlewni. Całkowita powierzchnia zlewni wynosi 2575 ha i jest skanalizowana w systemie ogólnospławnym. Mieści się ona w centralnej części miasta i charakteryzuje się mieszaną zabudową mieszkaniowo-przemysłową oraz handlowo-usługową. Rzeka Jasień ma największy spadek podłużny spośród wszystkich rzek miejskich Łodzi – około 5,4%. Różnica wysokości między odcinkiem źródłowym, położonym przy ulicy Pomorskiej, a ujściem do Neru wynosi 68,72 m [24]. Zlewnia rzeki Jasień obejmuje 19% terenów zabudowanych i zurbanizowanych w Łodzi [25]. Stopień uszczelnienia badanej zlewni wynosi 37%, a wynikająca z niego powierzchnia zredukowana jest równa 799 ha.



Rys. 1. Schemat systemu kanalizacji ogólnospławnej w badanej zlewni

Fig. 1. Flow diagram of the combined sewer system in the analyzed catchment

### Założenia modelu symulacyjnego

Aktywność przelewów powinna odpowiadać polskim wymaganiom prawnym oraz zapewnić bezpieczeństwo pracy sieci kanalizacyjnej. Próba ograniczenia rocznej częstości odprowadzania ścieków przez przelewy burzowe sprowadzała się do modernizacji komór przelewów, polegającej na zmianie wysokości poszczególnych krawędzi przelewowych. Kontrolę skutków dokonywanych poprawek umożliwiał model kanalizacji opracowany w programie SWMM v. 5.0.022. Obliczenia przeprowadzono na podstawie rzeczywistych pomiarów pluwiometrycznych w badanej zlewni z lat 2009–2011.

Zastosowanie modelu pozwala na badanie dowolnych scenariuszy w odniesieniu do danych opadowych oraz zagospodarowania poszczególnych zlewni. Modelowanie przebiegu spływu wód deszczowych w czasie umożliwia ocenę funkcjonowania sieci oraz jej elementów, w tym przelewów burzowych. Obszarową zmienność spływu powierzchniowego uwzględniono dzieląc zlewnię rzeki Jasień na 395 zlewni cząstkowych (średnia powierzchnia zlewni cząstkowej wynosiła 6,52 ha). W tabeli 1 zebrano przyjęte obliczeniowe parametry hydrologiczne zlewni. W korycie rzeki Jasień zdefiniowano dwa wymiary przekroju poprzecznego, gdyż między przelewami J7 i J4 rzeka płynie korytem zamkniętym, natomiast dalej trapezowym korytem otwartym. Średnia wartość strumienia objętości ścieków podczas suchej pogody została przyjęta na podstawie wyników pomiarów prowadzonych przez Zakład Wodociągów i Kanalizacji Spółka z o.o. w Łodzi.

Tabela 1. Parametry hydrologiczne zlewni przyjęte do obliczeń w programie SWMM

Table 1. Hydrological parameters of the catchment used for calculations using SWMM software

	Parametr, jednostka	Wartość
N-Imperv	współczynnik szorstkości (n) do wzoru Manninga – powierzchnia uszczelniona	0,013
N-Perv	współczynnik szorstkości (n) do wzoru Manninga – powierzchnia nieuszczelniona	0,1
Dstore-Imperv	retencja terenowa powierzchni uszczelnionej, mm	2,5
Dstore-Perv	retencja terenowa powierzchni nieuszczelnionej, mm	5
%Zero-Imperv	odsetek powierzchni uszczelnionej o zerowej retencji, %	25
Max. Infil Rate	maksymalna prędkość infiltracji wody do gruntu, mm/h	90
Min. Infil Rate	minimalna prędkość infiltracji wody do gruntu, mm/h	5
Decay Constant	współczynnik zmniejszenia prędkości infiltracji, 1/h	4
Drying Time	czas całkowitego wyschnięcia gruntu, d	7

Model SWMM analizuje sieć kanalizacyjną pozbawioną osadów. Stan łódzkich kanałów nie jest jednak w pełni zadowalający, stąd wynikała konieczność niewielkich zmian w wysokościach krawędzi poszczególnych przelewów, aby wyniki symulacji zgadzały się z danymi pomiarowymi dotyczącymi przepływu ścieków w kanałach burzowych oraz w kanałach poniżej przelewów (tab. 2).

Tabela 2. Charakterystyka przelewów burzowych  
Table 2. Combined sewer overflows characteristics

Przelew	Powierzchnia zlewni, ha	Długość krawędzi przelewu, m	Wysokość krawędzi przelewu*, m	Skalbrowana wysokość krawędzi przelewu**
J1	122	4,92	0,52	0,31
J2	176	9,38	1,28	1,03
J3	126	1,20	–	0,32
J4	733	12,00	0,98	0,70
J5	197	9,52	0,69	0,69
J6	334	5,00	0,45	0,45
J7	703	5,82	0,57	0,35

\*według inwentaryzacji komory przelewu burzowego  
\*\*z uwzględnieniem warstwy osadów

Analizę regulacji krawędzi przelewów oparto na rzeczywistych danych charakteryzujących opady atmosferyczne, które w latach objętych badaniami cechowała duża zmienność. Dane o opadach z 2009 r. pochodziły z deszczomierza na terenie Zakładu Wodociągów i Kanalizacji Spółka z o.o. w Łodzi przy ul. Wierzbowej, zaś dane z lat 2010 i 2011 z pluwiometru zlokalizowanego przy ul. Przybyszewskiego, w centrum badanej zlewni. W analizie wykorzystano dane całoroczne, natomiast do bardziej szczegółowej analizy funkcjonowania sieci wybrano z każdego roku pięć zjawisk opadowych o największym natężeniu, na podstawie których również przeprowadzono symulacje. W ten sposób wyselekcjonowano 15 najbardziej intensywnych opadów atmosferycznych, które wystąpiły w latach 2009–2011. Ich szczegółową charakterystykę zamieszczono w tabeli 3. Do analiz parametrów wydzielonych zjawisk opadowych przyjęto założenie, że jeżeli przerwa między kolejnymi opadami była krótsza niż 4 h, wówczas traktuje się je jako jeden (wynika to z charakteru łódzkiej sieci kanalizacyjnej oraz czasu spływu powierzchniowego).

Tabela 3. Parametry zjawisk opadowych  
Table 3. Rainfall events parameters

Data	Całkowity czas, min	Natężenie, mm/h		Wysokość, mm	Czas fazy intensywnej > 15 dm <sup>3</sup> /(s·ha) min	
		maks.	średnie			
25 VI	2009	80	54,4	14,1	18,8	40
29 VI		140	50,3	11,3	26,4	35
8 VII		305	31,2	3,6	18,3	35
3 VIII		25	45,0	22,0	9,2	20
27 VIII		90	75,8	12,4	18,6	40
30 V	2010	320	45,1	3,3	17,6	50
23 VII		140	67,1	14,1	32,9	85
6 VIII		35	128,0	26,9	15,7	15
9 VIII		20	103,5	37,2	12,4	20
27 VIII		95	59,6	10,9	17,3	35
1 VI	2011	350	83,4	4,1	23,9	30
10 VII		205	29,5	6,1	20,8	60
14 VII		60	55,9	12,9	12,9	30
20 VII		45	165,5	26,2	27,2	15
7 VIII		130	68,2	6,4	13,9	30

## Warianty podnoszenia krawędzi przelewów

Przed przystąpieniem do analizy wariantów podnoszenia krawędzi poszczególnych przelewów sprawdzono działanie systemu kanalizacyjnego i przelewów burzowych w stanie rzeczywistym, oznaczając ten wariant symbolem 0. Pierwszy etap regulacji krawędzi przelewów przeprowadzono przez ich podnoszenie co 5 cm aż do wartości +30 cm. Wraz z każdą zmianą przeprowadzono symulacje i analizowano wyniki obliczeń. Jako porównawcze przyjęto następujące parametry:

- roczna częstość działania przelewów burzowych,
- sumaryczna objętość odprowadzonych ścieków,
- stopień zmniejszenia sumarycznej objętości odprowadzonych ścieków w stosunku do wariantu 0,
- czas hydraulicznego przeciążenia kanałów głównych,
- objętość ścieków odprowadzonych do oczyszczalni,
- objętość ścieków odprowadzonych do rzeki za ostatnim przelewem,
- napełnienie i strumień objętości wody w rzece na odcinku koryta otwartego.

Przy określaniu częstości działania przelewów przyjęto następujące założenia:

- działanie przelewu ma miejsce wówczas, gdy objętość ścieków odprowadzanych do odbiornika przekracza 100 m<sup>3</sup> (błąd pomiarowy urządzeń),
- jedno zjawisko opadowe powoduje jedno łączne zjawisko odprowadzenie ścieków przez przelew burzowy.

Rozporządzenie [1] nie zawiera jednoznacznej informacji, jaka objętość ścieków z przelewu burzowego powinna być już odnotowana, nie ma w nim również metody obliczania tej objętości. W związku z tym nie wiadomo, jak należy interpretować na przykład kilkakrotne działanie przelewu burzowego w trakcie jednego dłuższego deszczu oraz jaka objętość ścieków odprowadzanych przez przelew powinna być już odnotowana jako jego działanie. Zaobserwowano, że jeden deszcz powoduje czasem dwukrotną lub nawet trzykrotną aktywację przelewu. Zależy to przede wszystkim od charakteru i występowania faz wzmożonej intensywności deszczu, a także rozciągłości systemu, która z kolei przekłada się na czas spływu ścieków opadowych kanałami. Ponieważ powoduje to ten sam opad, dlatego przyjęto traktować takie działanie przelewu jako jedno wzbudzenie, bez względu na liczbę aktywacji cząstkowych danego przelewu.

## Regulacja wysokości krawędzi przelewów

Kolejny etap polegał na wariantowej analizie zmian wysokości krawędzi przelewów. Regulacja ich wysokości w poszczególnych komorach przelewów burzowych była skomplikowana ze względu na wpływ danego przelewu na kolejny, usytuowany poniżej. Celem analizy było znalezienie takiego rozwiązania, które w pełni wykorzystuje możliwości retencyjne sieci kanalizacyjnej, powodującego ograniczenie częstości działania tych obiektów, przy jednoczesnej minimalizacji objętości nieoczyszczonych ścieków odprowadzanych do rzeki Jasień.

Ponieważ poszczególne przelewy obsługują zlewnie o różnej wielkości, dlatego podniesienie wszystkich krawędzi o tę samą wartość nie niweluje różnic między przelewami mniej i bardziej obciążonymi. Dlatego podjęto kolejną próbę, polegającą na określeniu najbardziej korzystnej wysokości krawędzi każdego z nich. Przeanalizowano kilka wariantów, których zestawienie zawiera tabela 4.



Tabela 4. Warianty obliczeniowe zmiany wysokości krawędzi przelewów burzowych

Table. 4. Calculation variants of changes in the weir crest heights

Przelew	Wyjściowa wysokość krawędzi (wariant 0), cm	Zmiana wysokości krawędzi, cm					
		A	B	C	D	E	F
J1	31	+20	+20	+20	+20	+20	+20
J2	103	+40	+40	+30	+40	+40	+40
J3	32	+20	+20	+20	+20	+20	+20
J4	70	+25	+30	+30	+40	+30	+30
J5	69	+20	+30	+30	+40	+40	+30
J6	45	–	–25	–25	–25	–	0
J7	35	+25	+25	0	0	+25	+25

Przy doborze wariantów kierowano się następującymi zasadami i oczekiwaniami:

– wiedząc, że w pierwszym etapie obliczeń nie udało się zminimalizować częstości działania przelewów J2, J4 i J5 do wymaganej wartości (10 rocznie), podniesiono ich krawędzie o 40 cm w celu sprawdzenia, czy odpowiednio zmniejszy się częstość ich działania,

– podjęto próbę doprowadzenia do przepisowej pracy jednego z przelewów (J2, J4, J5), kosztem zwiększenia obciążenia pozostałych – wówczas konieczna byłaby budowa zbiorników retencyjnych przy tych przelewach,

– ograniczono spływ ścieków powyżej przelewu J6 z wyższych fragmentów sieci poprzez obniżenie jego krawędzi do 20 cm,

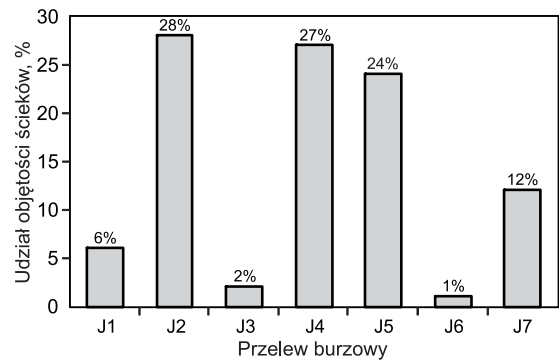
– ponieważ przelew J6 działał zgodnie z przepisami, dlatego badano wpływ jego likwidacji na funkcjonowanie sieci i innych przelewów burzowych oraz pozostawiono krawędź przelewu J7 bez zmian aby ocenić, czy poprawi to funkcjonowanie przelewów znajdujących się poniżej,

– wiedząc, że przelewy J1 i J3 nie mają wpływu na inne przelewy, przyjęto w ich przypadku krawędzie stałe we wszystkich wariantach (podniesione o 20 cm), gwarantujące odpowiednią częstość odprowadzania ścieków do odbiornika.

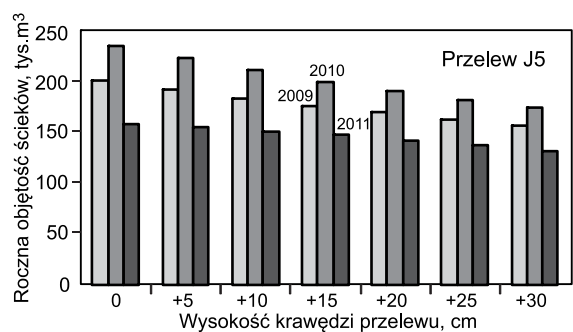
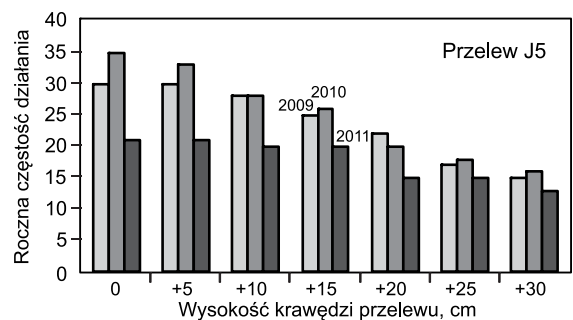
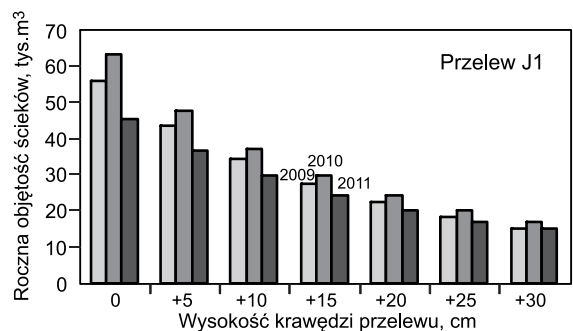
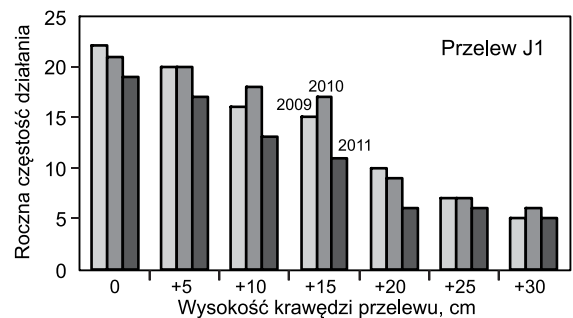
## Dyskusja wyników obliczeń

Wyniki symulacji stanu rzeczywistego wykazały, że jedynie jeden przelew – J6 – działał w czasie badań zgodnie z obowiązującymi przepisami (do 10-ktrotnie w ciągu roku), natomiast pozostałe przelewy działały w ciągu roku nawet ponad 30-krotnie (przelew J5). Na rysunku 2 przedstawiono procentowy udział objętości ścieków odprowadzanych z poszczególnych przelewów do rzeki Jasień w 2010 r. (łącznie odprowadzonych ścieków wyniosła w tym roku blisko 200 tys. m<sup>3</sup>), przy czym prawie 80% ścieków pochodziło z trzech przelewów – J2, J4 i J5. Analiza danych z pozostałych lat dała bardzo podobne rezultaty.

W celu określenia częstości działania przelewów burzowych w danym roku, przeprowadzono symulację wykorzystując zbiór opadów występujących w zlewni rzeki Jasień w latach 2009–2011. Podniesienie krawędzi przelewów o taką samą wartość w zakresie 0÷30 cm w stosunku do stanu rzeczywistego powodowało spodziewane zmniejszenie częstości i objętości ścieków kierowanych do odbiornika. Na rysunku 3 przedstawiono przykłady analizy dwóch przelewów – J1 oraz J5. Podniesienie krawędzi przelewu J1 o 20 cm pozwoliło na przykład na zmniejszenie liczby



Rys. 2. Udział ścieków odprowadzanych przez poszczególne przelewy burzowe w 2010 r.  
Fig. 2. Percentage share of sewage discharged by respective combined sewer overflows in 2010



Rys. 3. Działanie przelewów burzowych J1 i J5 w latach 2009–2011 w zależności od wysokości krawędzi przelewu  
Fig. 3. Operation of the combined sewer overflows J1 and J5 in the period 2009–2011 as a function of the weir crest height

Tabela 5. Przykład częstości działania (n) i objętości ścieków ( $V_c$ ) odprowadzonych z przelewów burzowych w 2010 r.  
Table 5. Example of operation frequency (n) and sewage volume ( $V_c$ ) discharged from combined sewer overflows in 2010

Przelew	Zwiększenie wysokości krawędzi poszczególnych przelewów													
	0		+5 cm		+10 cm		+15 cm		+20 cm		+25 cm		+30 cm	
	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$
J1	21	63266	20	47795	18	37266	17	29733	9	24127	7	19878	5	16800
J2	30	270159	28	248605	26	230128	22	213991	19	199458	18	185896	15	172870
J3	15	22001	13	21162	11	20789	11	20617	10	20483	8	20321	8	20203
J4	17	269077	17	262148	17	256527	16	252075	14	248144	14	245422	14	243690
J5	35	234744	33	223173	28	211261	26	200214	20	190195	18	181704	16	174055
J6	4	4933	4	4858	4	4801	4	4738	4	4643	4	4568	4	4489
J7	24	118499	20	98243	18	83357	15	71684	11	62058	10	54269	8	47907

zrzutów do wymaganej wartości oraz zmniejszenie objętości ścieków kierowanych do rzeki Jasień odpowiednio o 59,8% w 2009 r., 61,9% w 2010 r. oraz 56,0% w 2011 r. W przypadku przelewu J5, mimo podniesienia jego krawędzi o 30 cm, nie uzyskano ograniczenia częstości jego działania do 10 w roku, lecz została zmniejszona objętość nieoczyszczonych ścieków odprowadzanych do rzeki o 22,2% w 2009 r., 25,9% w 2010 r. oraz 16,3% w 2011 r.

W tabeli 5 przedstawiono wyniki symulacji działania wszystkich przelewów w 2010 r. Takie same analizy wykonano w odniesieniu do pozostałych dwóch lat, lecz ze względu na znaczną liczbę zjawisk oraz ich zmienny charakter w 2010 r., zamieszczono wyniki dotyczące tylko tego roku, co pozwoliło na przedstawienie najbardziej niekorzystnego scenariusza działania przelewów J1–J7 w objętych analizą latach 2009–2011.

Wyniki analizy przedstawione w tabeli 5 (a także obejmujące pozostałe dwa lata) wykazały, że podniesienie poziomu krawędzi przelewów J1 oraz J3 o 20 cm dało oczekiwane ograniczenie częstości ich działania do 10 zdarzeń w ciągu roku. Analiza stanu rzeczywistego wykazała, że korekta przelewu J6 była niecelowa, gdyż działał on przepisowo. Podniesienie krawędzi nie zmniejszyło częstości jego działania, a jedynie minimalnie ograniczyło objętość odprowadzanych ścieków. Należy zaznaczyć, że na funkcjonowanie przelewu J6 wpływa między innymi lokalizacja tego obiektu – jest on pierwszym przelewem po południowej stronie rzeki i nie podlega wpływom przelewów leżących powyżej. Wyniki przeprowadzonych symulacji wykazały również, że znacznym problemem jest praca przelewów J2, J4 oraz J5. Podniesienie ich krawędzi nawet o 30 cm nie doprowadziło do ograniczenia częstości ich działania do 10 zdarzeń w roku. W przypadku przelewu J2 wpływ na częstość wzbudzeń ma jego lokalizacja na połączeniu dwóch ciągów kolektorów (rys. 1) – pierwszego, z usytuowanymi powyżej przelewami J5 i J7 oraz drugiego, z usytuowanymi przelewami J4 i J6. Do przelewu J2 dopływa blisko 90% ścieków powstających w całej zlewni. Analizując rysunek 1 można również zauważyć, że funkcjonowanie przelewu J5 zależy od działania i ewentualnej modernizacji przelewu J7, położonego powyżej, do którego ciąży zlewnia o powierzchni około 300 ha. Podniesienie krawędzi tego przelewu o maksymalną założoną wartość przyniosło ograniczenie częstości jego działania z 35 jedynie do 16 zdarzeń w roku, przy czym o 26% zmniejszyła się objętość ścieków kierowanych do rzeki Jasień.

### Analiza poszczególnych wariantów

W wariantcie A zlikwidowano przelew J6, a w przelewach J1, J3 i J7 przyjęto krawędzie, przy których częstość ich działania była przepisowa. Jednocześnie krawędzie w przelewach J4 i J5 dobrano tak, aby znacznie zwiększyć obciążenia kanałów leżących poniżej. Mimo że krawędź przelewu J2 podniesiono o 40 cm, częstość jego działania nadal wynosiła ponad 10 zdarzeń rocznie (maksymalnie 14 w 2010 r.). W ten sposób uzyskano ograniczenie awaryjnego odpływu ścieków z przelewu J2 do rzeki o nieco ponad 50%, nie powodując negatywnych skutków w kanałach zlokalizowanych poniżej przelewu. Zaobserwowano jednak konsekwencje związane z usunięciem przelewu J6 – odcinek o średnicy 450 mm poniżej przelewu pracował pełnym przekrojem w latach 2010 i 2011 (co wcześniej się nie zdarzało), powodując wylewanie ścieków na powierzchnię terenu.

W wariantcie B przelewy J1, J3 i J7 działały zgodnie z przepisami. Przywrócono w nim przelew J6, obniżając jego krawędź do 20 cm. W tym wypadku zaobserwowano pracę kanałów pod ciśnieniem przez dłuższy czas, ale bez intensywnego wylewania ścieków na powierzchnię terenu – na niektórych odcinkach między przelewami J5 i J2 nawet nieco zmniejszyła się objętość ścieków wydostających się z kanałów. W porównaniu do wariantu A uzyskano większe ograniczenie objętości ścieków odprowadzanych do rzeki. Niestety nie wpłynęło to znacząco na zmniejszenie rocznej liczby zdarzeń odprowadzania ścieków przez poszczególne przelewy.

W wariantcie C kontynuowano próby ograniczenia spływu ścieków z górnych zlewni pozostawiając wysokości krawędzi przelewów J1, J3, J4, J5 i J6 takie same, jak w wariantcie B, zmieniając jedynie wysokość krawędzi przelewu J3, a przelew J7 pozostawiono w stanie niezmiennym. W takiej sytuacji wzmożona aktywacja przelewu J7 powodowała znaczne ograniczenie objętości ścieków odprowadzanych do rzeki Jasień (36÷45%). Jednocześnie zwiększenie objętości ścieków odprowadzanych przez przelew J6 o 13÷24% (tab. 6) wpływało korzystnie na zmniejszenie objętości ścieków odprowadzanych z przelewu J4 o około 10%. Mimo to roczna częstość działania przelewów J2, J4 i J5 wciąż przekraczała 10.

Ze względu na fakt, że zwiększony odpływ ścieków siecią kanalizacyjną w wariantcie C nie powodował dodatkowego przeciążenia badanych kanałów, przeanalizowano

Tabela 6. Częstość (n) i objętość ścieków ( $V_c$ ) odprowadzanych z przelewów burzowych w poszczególnych wariantach obliczeniowych  
 Table 6. Frequency (n) and volume of sewage ( $V_c$ ) discharged from combined sewer overflows in particular calculation variants

Rok	Przelew burzowy													
	J1		J2		J3		J4		J5		J6		J7	
	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$	n	$V_c, m^3$
wariant 0														
2009	22	55695	28	239954	11	19149	17	242244	30	201775	2	2579	20	105585
2010	21	63266	30	270159	15	22001	17	269077	35	234744	4	4933	24	118499
2011	19	45285	22	194426	19	17738	15	210239	21	157882	2	7086	19	90786
wariant A														
2009	10	22470	12	111127	8	17591	12	230660	17	175253	0	0	9	47656
2010	9	24265	14	123263	10	20511	13	257011	16	196189	0	0	10	54244
2011	6	20017	11	91756	6	16729	11	202918	12	146646	0	0	6	46712
wariant B														
2009	10	22455	12	119981	8	17585	12	224648	13	151969	3	3203	9	47666
2010	9	24248	15	133077	10	20504	14	248046	16	169113	4	5579	10	54289
2011	6	20013	11	99213	6	16728	11	193667	12	128604	2	8640	6	46811
wariant C														
2009	10	22427	12	147126	8	17562	15	219005	14	114511	3	3203	20	105617
2010	9	24179	16	163644	10	20483	16	242182	16	129129	4	5579	24	118403
2011	6	19951	12	122068	6	16748	12	189598	12	100213	2	8581	19	90792
wariant D														
2009	10	22461	16	125607	8	17583	14	217195	15	98557	3	3224	20	105584
2010	9	24252	18	139266	10	20495	16	239539	16	111942	4	5610	24	118424
2011	6	20006	12	103686	6	16747	13	187351	11	87523	2	8646	19	90822
wariant E														
2009	10	22460	16	132881	8	17579	13	221027	17	133150	0	0	9	47617
2010	9	24268	16	147107	10	20504	16	245819	17	148254	0	0	10	54272
2011	6	20007	15	109496	6	16727	12	194435	14	113702	0	0	6	46655
wariant F														
2009	10	22451	12	120004	8	17568	13	225224	13	151995	2	2651	9	47661
2010	9	24244	15	133148	10	20480	14	248555	16	169135	4	5013	10	54310
2011	6	19983	11	99203	6	16727	11	194109	12	128547	2	7926	6	46757

wariant D, w którym krawędzie przelewów J2, J4 i J5 podniesiono o 40 cm względem wysokości rzeczywistej, a krawędzie pozostałych przelewów pozostawiono jak w wariantcie C. W tym wypadku otrzymano jeszcze mniejszą objętość odprowadzanych ścieków – z przelewu J2 o 46÷48%, z J4 o 10÷11% oraz z J5 o 44÷52% (tab. 6), co jednak nie zmniejszyło częstości działania tych przelewów do przepisowej wartości, a w przypadku J2 nawet zwiększyło częstość jego działania. W trzech węzłach poniżej przelewu J5 na powierzchnię terenu wydostało się więcej ścieków w trakcie ekstremalnego zjawiska opadowego (20 lipca 2011 r.) niż w wariantach poprzednich, nie zaobserwowano jednak dużych różnic w funkcjonowaniu całej sieci.

Analiza wariantów A–D wykazała, że doprowadzenie do prawidłowego funkcjonowania któregoś z problematycznych przelewów J2, J4 lub J5 jest niemożliwe. Z tego względu opracowano wariant E, w którym kanał poniżej zamurowanego przelewu J6 charakteryzował się pracą pełnym przekrojem podczas opadów o częstości pojawiania się równej 2 lata. Poza tym na całej sieci zwiększyło się ryzyko pracy kanałów pod ciśnieniem oraz występowały krótkotrwałe wylania ścieków na powierzchnię terenu.

Oceniając stopień zmniejszenia objętości ścieków odpływających do rzeki Jasień stwierdzono, że ten wariant nie był najlepszy. W przypadku poszczególnych przelewów uzyskano zmniejszenie objętości ścieków kierowanych do rzeki Jasień wynoszące odpowiednio J2 – 43÷45%, J4 – o 7÷9% i J5 – o 28÷36% (tab. 6).

Założenia ostatniego wariantu (F) były bardzo podobne do drugiego (B) – różnicę stanowił przelew J6, w którym zachowano krawędź na rzeczywistej wysokości 45 cm. Dzięki takiemu zabiegowi uzyskano zmniejszenie rocznej objętości ścieków z przelewu J2 wynoszące około 50%. Pozostawiając przelew J6 bez zmian, nie odciążono przelewu J4, otrzymując w jego przypadku zmniejszenie objętości odprowadzonych ścieków jedynie o 7,0÷7,7%. Taki wariant pozwolił na utrzymanie bezpieczeństwa pracy kanalizacji, a wprowadzone zmiany nie wpłynęły negatywnie na pracę kanałów.

Analiza wszystkich wariantów wykazała, że nie było możliwe jednoznaczne określenie najkorzystniejszego z nich, ponieważ nie można przyjąć tylko jednego kryterium, dotyczącego jedynie częstości działania przelewów w ciągu roku. Z tego względu dokonano osobnej oceny poszczególnych wariantów przyjmując następujące kryteria:

Tabela 7. Sumaryczna roczna objętość ścieków odprowadzonych z przelewów burzowych w danym roku według poszczególnych wariantów obliczeniowych

Table 7. Total annual sewage volume discharged from combined sewer overflows in a given year according to the respective calculation variants

Wariant obliczeniowy	Rok					
	2009		2010		2011	
	objętość ścieków, m <sup>3</sup>	zmniejszenie objętości, %	objętość ścieków, m <sup>3</sup>	zmniejszenie objętości, %	objętość ścieków, m <sup>3</sup>	zmniejszenie objętości, %
0	866981	–	982679	–	723442	–
A	607336	29,9	680516	30,8	531864	26,5
B	587508	32,2	654856	33,4	513676	29,0
C	629451	27,4	703599	28,4	547951	24,3
D	590211	31,9	659528	32,9	514781	28,8
E	577293	33,4	645157	34,3	508108	29,8
F	587554	32,2	654885	33,4	512352	29,2

– roczna liczba przypadków odprowadzania ścieków z przelewów burzowych do rzeki Jasień,

– objętość ścieków odprowadzanych przez przelewy.

Na podstawie danych zebranych w tabeli 6 stwierdzono, że żaden z badanych wariantów obliczeniowych nie zapewnił częstości działania wszystkich siedmiu przelewów zgodnej z przepisami (do 10 zdarzeń rocznie), przy czym najbardziej zbliżone wyniki do tych wymogów [1] zapewniały warianty B oraz F. Analizując roczną objętość ścieków odprowadzanych łącznie przez wszystkie przelewy, najkorzystniejsze wyniki (około 30%) uzyskano w wariantach B, E oraz F (tab. 7).

Ingerencja w strukturę przelewów burzowych miała wpływ nie tylko na zwiększenie ilości ścieków transportowanych kanałami do oczyszczalni powodując jej dociążenie, ale także powodowała częstsze wylania nieoczyszczonych ścieków na powierzchnię terenu, stwarzając tym samym niebezpieczeństwo sanitarne dla mieszkańców. W tabeli 8 zestawiono liczbę węzłów oraz objętości ścieków wylewających się na powierzchnię zlewni w latach 2009–2011 w zależności od przyjętego wariantu. Najbardziej niekorzystnym rokiem pod tym względem był 2011 r., w którym (bez względu na przyjęty wariant) w około 1/3 z 33 węzłów zlokalizowanych na kanałach głównych rozmieszczonych równoległe do rzeki Jasień wystąpiło wylanie ścieków. Najwięcej nieoczyszczonych ścieków wydostało się na powierzchnię zlewni w wariantcie E (3754 m<sup>3</sup>), co stanowiło o 49,9% więcej ścieków w stosunku do stanu rzeczywistego. Jak widać z zestawionych wyników analiz, ingerencja tylko w samą strukturę przelewów burzowych (bez rozważenia dodatkowych elementów ograniczenia negatywnego wpływu nieoczyszczonych ścieków na funkcjonowanie systemu kanalizacyjnego oraz rzekę) nie przyniosła poprawy funkcjonowania całego systemu rozumianego jako sieć kanalizacyjna, oczyszczalnia ścieków oraz odbiornik.

Przeprowadzona analiza wykazała, że dobowe zwiększenie objętości ścieków dopływających do oczyszczalni (15 zjawisk – tab. 3) w zależności od wariantu wahało się od 2,45% (C) do 7,87% (E). Były za to odpowiedzialne we wszystkich wariantach przede wszystkim dwa te same zjawiska opadowe – minimalny dopływ spowodował deszcz z 3 sierpnia 2009 r., a maksymalny dopływ spowodował deszcz z 10 lipca 2011 r. (rys. 4). Rzeczywista objętość ścieków dopływających do oczyszczalni 3 sierpnia 2009 r. wyniosła 87886 m<sup>3</sup>, natomiast w wariantcie C wartość ta wzrosła do 90104 m<sup>3</sup>.

Tabela 8. Objętość ścieków wylanych w węzłach sieci na powierzchnię terenu w danym roku według poszczególnych wariantów obliczeniowych

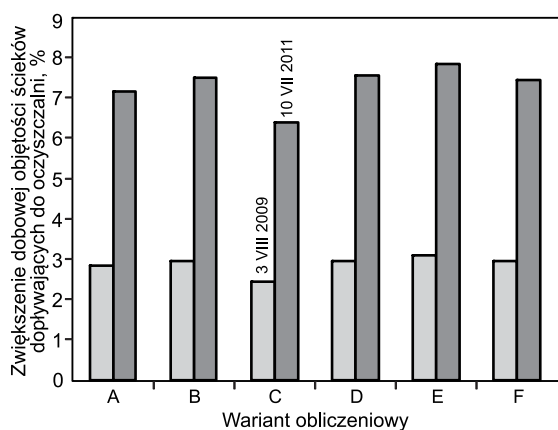
Table 8. Volume of sewer node flooding in a given year according to the respective calculation variants

Wariant obliczeniowy	Rok	Liczba węzłów	Objętość ścieków, m <sup>3</sup>
0	2009	4	31
	2010	5	73
	2011	12	2505
A	2009	3	58
	2010	9	207
	2011	11	3676
B	2009	5	59
	2010	7	174
	2011	11	2922
C	2009	3	23
	2010	5	71
	2011	10	2539
D	2009	4	18
	2010	5	58
	2011	10	2607
E	2009	5	69
	2010	8	201
	2011	11	3754
F	2009	5	67
	2010	6	196
	2011	7	2789

Maksymalna dobowo ilość ścieków dopływających do oczyszczalni w czasie trzech lat analiz wyniosła 110502 m<sup>3</sup> i miało to miejsce 10 lipca 2011 r. Największe roczne zwiększenie objętości ścieków dopływających do oczyszczalni spowodował wariant F – 10996527 m<sup>3</sup> (2010 r.), co stanowiło wzrost o 1,17% względem wariantu rzeczywistego.

Ilość ścieków dopływających do Grupowej Oczyszczalni Ścieków w Łodzi w 2008 r. podczas suchej pogody wynosiła około 195 tys. m<sup>3</sup>/d i stopniowo malała do prawie 166 tys. m<sup>3</sup>/d w 2015 r. [26]. Przepustowość poszczególnych części oczyszczalni w czasie suchej pogody wynosi:





Rys. 4. Minimalne i maksymalne zwiększenie dobowej objętości ścieków dopływających do oczyszczalni według poszczególnych wariantów obliczeniowych względem wariantu 0

Fig. 4. Minimum and maximum increase in daily sewage inflow into the treatment plant according to the respective calculation variants against variant 0

- część mechaniczna (układ oczyszczania wstępnego): 819 tys. m<sup>3</sup>/d,
- część mechaniczna: 450 tys. m<sup>3</sup>/d,
- część biologiczna (układ z usuwaniem biogenów): 215,3 tys. m<sup>3</sup>/d.

Podczas opadów przepustowość części biologicznej może wzrosnąć do 430 tys. m<sup>3</sup>/d. Z przeprowadzonych analiz wynika, że oczyszczalnia powinna przyjąć i biologicznie oczyścić większość kierowanych do niej ścieków. W czasie opadów obserwuje się jednak znaczne chwilowe zwiększenie ilości dopływających ścieków, przekraczające chwilową eksploatacyjną przepustowość części biologicznej oczyszczalni. Ze względu na widoczne w ostatnich latach zmniejszenie ilości dopływających ścieków podczas suchej pogody, zwiększa się jeszcze możliwość przyjęcia i oczyszczenia ścieków napływających podczas opadów. Aby spełnić warunek oczyszczenia ścieków kierowanych do oczyszczalni podczas opadów, przeprowadzone analizy [27] wykazały konieczność budowy zbiornika retencyjnego przed oczyszczalnią o objętości około 40 tys. m<sup>3</sup>. Z uwagi na to, że regulacja wysokości krawędzi przelewów nie zapewni ograniczenia liczby zjawisk działania niektórych przelewów do 10 w skali roku, należy rozpatrzyć na przykład budowę dodatkowych zbiorników retencyjnych.

Z przedstawionych analiz wynika, że żaden z wariantów obliczeniowych (A–F) nie stanowi rozwiązania idealnego. Wybór najkorzystniejszego rozwiązania jest dość subiektywny, ponieważ zależy od kryterium, które zostanie uznane za najważniejsze. W niniejszym artykule jako optymalny przyjęto wariant F, ponieważ zapewnia on bezpieczeństwo sieci kanalizacyjnej, przy równoczesnym spełnieniu polskich wymagań co do częstości działania czterech z siedmiu przelewów. Zakładane modernizacje nie dotyczą przelewu J6, działającego przepisowo, natomiast w pozostałych przewiduje się podniesienie krawędzi maksymalnie o 40 cm. Przeprowadzone analizy zostały wykorzystane do oceny wpływu działania przelewu J6 na przelew J4. Usunięcie przelewu J6 spowodowało w latach 2009–2011 zwiększenie rocznej objętości ścieków odprowadzanych z przelewu J4 o 4÷6%. W przypadku obniżenia krawędzi przelewu J6 do 20 cm uzyskano w przelewie J4 zwiększenie odpływu ścieków do rzeki Jasień o około 2%. Zależność między przelewami J7 i J5 wykazała, że próba podniesienia krawędzi przelewu J5 nawet o 40 cm spowodowała zmniejszenie ilości ścieków odpływających z tego

przelewu jedynie o 12÷13%. Stwierdzono znaczny wpływ przelewu J7 na działanie przelewu J5 – podniesienie krawędzi przelewu J7 do poziomu 60 cm, zapewniające jego działanie zgodne z przepisami, spowodowało zwiększenie ilości ścieków odprowadzanych przelewem J5, w zależności od badanego roku, o 28÷35%.

## Podsumowanie

Przeprowadzone rozważania dotyczące regulacji krawędzi przelewów burzowych w rzeczywistej zlewni miejskiej wykazały, że w przypadku trzech przelewów nie udało się znaleźć odpowiedniej wysokości krawędzi, która pozwoliłaby na ograniczenie częstości ich działania zgodnej z obowiązującymi wymaganiami i jednocześnie zapewniałaby bezpieczeństwo pracy sieci kanalizacyjnej. Najlepsze rezultaty otrzymano w przypadku zróżnicowanej regulacji wysokości krawędzi przelewów (warianty B i F), jednakże możliwie wysokie podniesienie krawędzi podczas intensywnych deszczów w dużym stopniu ograniczało objętość ścieków i ładunek zanieczyszczeń odprowadzany do rzeki.

Wyniki symulacji pozwoliły na ocenę funkcjonowania przelewów burzowych z uwzględnieniem ich wzajemnych powiązań. Podniesienie krawędzi o 30 cm w przelewach J2, J4 i J5 nie skutkowało wymaganym ograniczeniem częstości ich działania (do 10 zdarzeń w roku). Próba podniesienia ich krawędzi jeszcze wyżej (do 40 cm) powodowała zwiększone ryzyko wylewania ścieków na powierzchnię terenu oraz podtapiania piwnic pobliskich nieruchomości, co powoduje zagrożenie sanitarne. Podniesienie krawędzi o 40 cm jedynie w przypadku przelewu J2 wykazało korzystne ograniczenie objętości ścieków odprowadzanych do rzeki, przy braku negatywnych skutków w zlewni ciężącej do tego przelewu. Uporządkowanie gospodarki ściekowej w obrębie przelewów J2, J4 i J5 wymaga zatem szerszych działań modernizacyjnych przez zastosowanie przy nich na przykład zbiorników retencyjnych w celu przechwylenia nadmiaru ścieków i późniejszego ich skierowania do oczyszczalni. Najmniej wrażliwe na zmianę wysokości krawędzi okazały się przelewy J3, J4 i J6, w przypadku których zmniejszenie objętości ścieków w żadnym wariantcie nie przekraczało 10%. Próba eliminacji z sieci przelewu J6, który działa zgodnie z polskimi przepisami, wykazała jednak ryzyko wylewania ścieków na powierzchnię terenu poniżej tego przelewu.

Jak wynika z przeprowadzonej analizy działania rzeczywistej zlewni, zastosowanie jedynie regulacji krawędzi przelewów nie rozwiązuje całkowicie problemu funkcjonowania urządzeń odciążających system kanalizacji ogólnospławnej. Wielu eksploatatorów sieci uważa, że taka stosunkowo niedroga i prosta operacja (w większości przypadków polegająca na podwyższeniu krawędzi przelewów) może być rozwiązaniem problemów działania przeciążonego systemu kanalizacyjnego. Jednak wyniki przeprowadzonej analizy wykazały, że takie rozwiązanie nie jest w pełni poprawne. Podniesienie wysokości krawędzi przelewów ogranicza objętość ścieków odprowadzanych do odbiornika, lecz jednocześnie dociąża system poniżej tych obiektów i może być przyczyną znacznie większego niebezpieczeństwa, jakim jest skażenie zlewni na skutek wzmoczonego wylewania nieoczyszczonych ścieków na powierzchnię terenu. W związku z tym korzystne wydaje się połączenie kilku metod, a przede wszystkim ograniczanie spływu wód opadowych ze zlewni do sieci kanalizacyjnej poprzez ich zagospodarowanie w miejscu powstawania.



Analiza dotycząca zjawisk opadowych w latach 2009–2011 nie daje całkowitej pewności co do przyjętego optymalnego wariantu regulacji krawędzi przelewów burzowych. Konieczna jest jednak bieżąca obserwacja funkcjonowania tych obiektów i ewentualna powtórna regulacja ich krawędzi w celu weryfikacji przyjętych wysokości. Analiza pozwalająca na wybór najkorzystniejszego wariantu regulacji wysokości krawędzi przelewów powinna być oparta na obserwacji opadów atmosferycznych w czasie co najmniej 10 lat.

## LITERATURA

1. Rozporządzenie Ministra Środowiska z 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego. *Dziennik Ustaw* 2014, poz. 1800.
2. B. K. BANIK, C. di CRISTO, A. LEOPARDI: SWMM5 Toolkit development for pollution source identification in sewer systems *Procedia Engineering* 2014, Vol. 89, pp. 750–757.
3. B. KAŻMIERCZAK, A. KOTOWSKI: Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym. Monografie Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej, nr 57, Wrocław 2012.
4. N. H. NIELSEN, C. RAVN, N. MØLBYE: Implementation and design of a RTC strategy in the sewage system in Kolding, Denmark. Proceedings of NOVATECH 2010 – 7<sup>th</sup> International Conference on Sustainable Techniques and Strategies for Urban Water Management, Lyon 2010, Session 2.6, pp. 1–10.
5. G. DIRCKX, M. SCHÜTZE, S. KROLL, C. THOEYE, G. de GUELDRE, B. van de STEENE: Cost-efficiency of RTC for CSO impact mitigation. *Urban Water Journal*. 2011, Vol. 8, No. 6, pp. 367–377.
6. M. MAEDA, H. MIZUSHIMA, K. ITO: Development of the real-time control (RTC) system for Tokyo sewage system. *Water Science & Technology* 2005, Vol. 51, No. 2, pp. 213–220.
7. Z. DYMACZEWSKI, M. M. SOZAŃSKI: Wodociągi i kanalizacja w Polsce: tradycja i współczesność. Polska Fundacja Ochrony Zasobów Wodnych, Poznań–Bydgoszcz 2002.
8. M. ZAWILSKI: Prognozowanie wielkości odpływu i ładunków zanieczyszczeń ścieków opadowych odprowadzanych z terenów zurbanizowanych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej* 1997, nr 792.
9. M. C. GROMAIRE-MERTZ, G. A. GONZALEZ, G. CHEBBO: Characterization of urban runoff pollution in Paris. *Water Science and Technology* 1999, Vol. 34, No. 6, pp. 1773–1780.
10. M. ZAWILSKI, A. BRZEZIŃSKA: Characteristics of rainfalls necessary for design and upgrading of urban drainage systems. Proceedings of International Conference on Urban Drainage Modelling – UDM'04, Dresden 2004, pp. 643–650.
11. H. DUNCAN: Australian Runoff Quality. A draft copy. National Committee on Water Engineering Engineers, Australia, 2004.
12. M. KAFI, J. GASPERI, R. MOILLERON, M. C. GROMAIRE, G. CHEBBO: Spatial variability of the characteristics of combined wet weather pollutant loads in Paris. *Water Research* 2008, Vol. 42, No. 3, pp. 539–549.
13. L. LI, B. SHAN, C. YIN: Stormwater runoff pollution from an urban catchment with rainy climate in China. *Frontiers of Environmental Science & Engineering* 2012, Vol. 6, pp. 672–677.
14. R. ASHLEY, B. CRABTREE, A. FRASER, T. HVTIVED-JACOBSEN: European research into sewer sediments and associated pollutants and processes. *Journal of Hydraulic Engineering* 2003, Vol. 129, No. 4, pp. 267–275.
15. L. ROSSI, V. KREJCI, W. RAUCH, S. KREIKENBAUM, R. FANKHAUSER, W. GUJER: Stochastic modelling of total suspended solids (TSS) in urban areas during rain events. *Water Research* 2005, Vol. 39, No. 17, pp. 4188–4196.
16. A. KOTOWSKI, B. KAZMIERCZAK, A. DANCEWICZ: Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji. *Monografie Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN* 2010, nr 68.
17. M. ZAWILSKI, A. BRZEZIŃSKA, G. SAKSON: Assessment of combined sewer overflow performance on the basis of areal rainfall monitoring. Proceedings of 13<sup>th</sup> IUCC Conference, Kucing (Malaysia) 2014.
18. J. NALASKOWSKI: Kanalizacja ogólnospławna – czy nie zbyt szybko „spisana na zapomnienie”? Mat. II konf. INFRAEKO, Rzeszów 2009, ss. 165–173.
19. J. DZIOPAK, J. HYPIAK: Analiza metodologii wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej* 2011, nr 276, z. 58, ss. 21–34.
20. W. DĄBROWSKI, D. DĄBROWSKA: Wymagania prawne a uwarunkowania techniczne przy projektowaniu przelewów burzowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej* 2004, nr 211, z. 37, cz. II, ss. 53–57.
21. J. F. CIGANA: Working out wet weather issues. *Pollution Engineering* 2000, No. 6, pp. 50–52.
22. Z. SULIGOWSKI: Alternatywne odwodnienie terenu. Kanalizacja? Niekoniecznie. *Magazyn Instalatora* 2008, nr 10, ss. 64–66.
23. W. C. LUCAS, D. J. SAMPLE: Reducing combined sewer overflows by using outlet controls for Green Stormwater Infrastructure: Case study in Richmond, Virginia. *Journal of Hydrology* 2015, Vol. 520, pp. 473–488.
24. P. WIERZBICKI, A. WAACK-ZAJĄC, T. KOŚKA: Układ hydrograficzny miasta Łodzi. *Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej* 2010, nr 1066, Budownictwo, z. 61, ss. 145–156.
25. Rocznik Statystyczny Województwa Łódzkiego 2011. Urząd Statystyczny w Łodzi, Łódź 2011.
26. M. ZAWILSKI, A. BRZEZIŃSKA: Określenie miarodajnego dopływu ścieków pogody suchej do GOŚ. Łódź 2015 (praca niepublikowana).
27. M. ZAWILSKI, G. SAKSON, A. BRZEZIŃSKA: Storage of combined sewage in terms of their disposal. *Polish Journal of Environmental Studies, Series of Monographs* 2009, pp. 82–87.

**Brzezinska, A. Impact Assessment of Combined Sewer Overflows Regulation on Sewage Volume Discharged into Surface Waters – a Case Study. *Ochrona Środowiska* 2017, Vol. 39, No. 1, pp. 23–31.**

**Abstract:** Operation analysis of seven combined sewer overflows (J1 to J7) located within the municipal catchment along the Jasień river was performed. On this basis, feasibility analysis to limit frequency of their operation through the overflow crest height regulation was conducted. Six variants (A to F) were analyzed taking account of alterations in crest heights in different configurations in relation to the existing state. SWMM 5.0.022 software was used for calculations and the results were compared against the actual precipitation dataset from the period 2009 to 2011. For the three overflows (J2, J4 and J5) that cumulatively convey about 80% of sewage discharged into the environment, it was demonstrated that

none of the variants did allow lowering their operation frequency to the prescribed 10 incidents per year. However, it was feasible to significantly minimize the wastewater volume directed to the receiver. Analyzing the total annual wastewater volume discharged by all the seven overflows, the most favorable results (reduction in discharge volume by 30%) were reported for variants B, E and F. Variant F was found to be the most optimal one, ensuring the operational safety of the sewerage system. It was demonstrated that the overflow crest regulation does not provide a complete solution to the problem of the analyzed combined sewer overflows operation in Lodz. The combination of sewage management methods and primarily limiting the rainwater runoff from the catchment area to the sewerage system by the on-site rainwater management, appear the most beneficial.

**Keywords:** Combined sewer overflow, combined sewerage, SWMM, weir height regulation.